

## 波形钢腹板 PC 连续梁桥地震反应谱分析\*

杨吉新, 张钦文, 李科文

(武汉理工大学 交通学院, 湖北 武汉 430063)

**摘要:** 利用 MIDAS/Civil 软件, 以某实桥为对象, 建立波形钢腹板 PC 连续梁桥有限元模型进行地震反应谱分析, 同时建立与之对应的传统砼腹板 PC 连续梁桥有限元模型进行地震作用响应比较分析。结果表明, 使用波形钢腹板代替传统砼腹板, 桥梁上部结构自重减小 10%, 但两桥结构动力特性相近, 自振振型相同, 自振周期及频率有小幅差异; 在地震 E1 反应谱作用下, 波形钢腹板 PC 连续梁桥大部分截面位移相对较小, 且结构内力相对较小。

**关键词:** 桥梁; 波形钢腹板; 连续梁桥; 地震响应; 反应谱分析

**中图分类号:** U442.5

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-2668(2019)02-0114-04

波形钢腹板 PC 组合箱梁是一种新型钢混组合结构, 它利用波纹钢板替代传统箱梁中的砼腹板, 自重得以减轻, 其结构特点和受力特性与传统 PC 连续梁桥有所差异。目前对该结构在地震作用下响应的研究并不多, 国内部分学者参照传统砼桥的抗震研究方法对其抗震性能进行了一些研究, 如李东毅通过建立主跨 156 m 波形钢腹板变截面组合连续箱梁有限元模型, 采用反应谱法与动力时程法研究其抗震性能; 张长青等利用有限元软件 MIDAS 建立主跨 160 m 波形钢腹板连续刚构桥模型, 通过动力时程方法研究其抗震性能, 并与相应规模的砼 PC 连续刚构桥进行了对比分析。该文分别建立变截面波形钢腹板 PC 连续梁桥和砼腹板 PC 连续梁桥有限元模型, 通过反应谱法对比分析其在地震作用下的响应差异。

## 1 工程背景及有限元建模

### 1.1 工程概况

某波形钢腹板 PC 连续梁桥主桥跨径布置为 95 m+180 m+95 m, 上部箱梁根部中心梁高 11.25 m, 跨中中心梁高 4.2 m, 顶板设 2% 横坡, 底板水平, 梁高及底板垂直厚度按 1.6 次抛物线变化。全断面采用单箱单室箱梁布置, 顶宽 13 m, 单箱底宽 7 m, 悬臂长 3 m。腹板采用 1600 型 Q345qDNH 耐候钢波形钢板, 厚 14~30 mm。箱梁每隔 12 m 设置一道钢筋砼横隔板, 厚度为 0.3 m。箱梁采用双向预应力体系, 包括顶底板纵向预应力束、顶板横向

预应力束及纵向体外预应力索。下部结构桥台采用柱式台, 主桥桥墩采用双肢薄壁墩。采用悬臂施工工艺, 并将波形钢腹板作为承重结构。

### 1.2 有限元建模

采用有限元软件 MIDAS/Civil 2015 进行建模计算。波形钢腹板 PC 连续梁桥采用三维梁单元, 全桥共 196 个节点、186 个单元; 波形钢腹板箱形截面采用 MIDAS 自带的 CMPW 波形钢腹板截面, 组合材料选用 C60 砼及 Q345 钢材; 桥端支座处仅约束横桥向位移, 对纵桥向位移不作约束; 桥墩采用梁单元模拟, 墩底边界条件设为固结约束, 墩顶与墩梁处约束采用弹性连接中的刚性连接(见图 1)。



图 1 波形钢腹板 PC 连续梁桥有限元模型

为进行对比分析, 将厚度为 14~30 mm 波形钢腹板替换为传统连续梁桥常用厚度的砼腹板, 并将体外预应力筋改为腹板内预应力筋, 建立与波形钢腹板 PC 连续梁桥对应的等效砼腹板 PC 连续梁桥有限元模型。计算得波形钢腹板 PC 连续梁桥自重比砼腹板 PC 连续梁桥减轻 10%。

## 2 动力特性分析

桥梁结构在地震荷载作用下的响应与自身质量分布、刚度特性等有直接关系, 结构的动力特性分析是进行动力计算的基础, 能直接反映结构的刚度。

\* 基金项目: 安徽省高校自然科学基金项目(KJ2017A787)

进行地震响应分析,首先需分析桥梁的动力特性,主要体现在桥梁自振频率和振型。利用 MIDAS/Civil 中的多重 Ritz 向量法进行动力特性研究,选择 X、

Y、Z 方向各 20 个初始向量,各阶振动的质量参与系数的累加值超过 90%达到要求,求得两桥前 10 阶自振频率及振型(见表 1)。

表 1 两类 PC 连续梁桥自振频率及特征

振动阶次	频率/Hz		周期/s		振型	
	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥
1	0.555 402	0.528 351	1.800 496	1.892 680	纵飘	纵飘
2	0.640 041	0.618 556	1.562 400	1.616 668	横弯对称	横弯对称
3	1.045 751	1.075 216	0.956 250	0.930 046	横弯反对称	横弯反对称
4	1.159 746	1.130 774	0.862 258	0.884 350	竖弯对称	竖弯对称
5	1.474 307	1.495 517	0.678 285	0.668 665	横弯对称	横弯对称
6	2.096 126	2.069 004	0.477 070	0.483 324	竖弯反对称	竖弯反对称
7	2.239 512	2.295 184	0.446 526	0.435 695	横弯反对称	横弯反对称
8	2.312 785	2.351 235	0.432 379	0.425 308	竖弯对称	竖弯对称
9	2.788 970	2.934 025	0.358 555	0.340 829	竖弯反对称	竖弯反对称
10	3.288 313	3.342 265	0.304 107	0.299 198	横弯对称	横弯对称

从表 1 可看出:两桥的前 10 阶自振振型相同,频率及周期有小幅差异;钢腹板 PC 连续梁桥首阶频率稍大于砼腹板 PC 连续梁桥,但周期稍小,说明波形钢腹板 PC 连续梁桥结构刚度稍大于砼腹板 PC 连续梁桥;由于边界条件中主桥与引桥的连接处沿桥向不设约束,首阶均出现纵飘;横弯比竖弯早出现,说明两桥的横向刚度小于竖向刚度,且随后横弯、竖弯相继出现,需着重考虑横向地震及竖向地震对结构的影响;结合振型变化,横弯及竖弯首先发生在中跨跨中位置,需重点关注中跨跨中的动力响应。

3 地震反应谱分析

3.1 地震加速度反应谱的选取

该桥位于 II 类场地,抗震设防烈度为 6 度,阻尼比取 0.05。其单跨超过 150 m,抗震设防类别为 A,需进行 E1 和 E2 地震作用下的抗震设计。限于篇幅,主要进行 E1 地震作用下反应谱分析。

根据 JTG/T B02-01-2008《公路桥梁抗震设计细则》,对 A 类桥梁进行抗震设计时,若抗震设防烈度为 6 度,则基本地震动加速度峰值  $A$  为  $0.05g$ ,抗震重要性系数为 1.0。阻尼比为 0.05 时水平设计加速度按式(1)确定。

$$S = \begin{cases} S_{\max} (5.5T + 0.45) & (T < 0.1 \text{ s}) \\ S_{\max} & (0.1 \text{ s} \leq T \leq T_g) \\ S_{\max} (T_g / T) & (T > T_g) \end{cases} \quad (1)$$

式中: $S_{\max}$  为水平设计加速度反应谱最大值; $T$  为结构自振周期(s); $T_g$  为特征周期(s)。

该桥场地为 II 级,按《中国地震动反应谱特征周

期区划图》,周期为 0.35 s,则调整后特征周期  $T_g = 0.35 \text{ s}$ 。水平设计加速度反应谱最大值由式(2)确定。据此得到图 2、图 3 所示加速度反应谱。

$$S_{\max} = 2.25 C_i C_s C_d A \quad (2)$$

式中: $C_i$ 、 $C_s$ 、 $C_d$  分别为抗震重要性系数、场地系数、阻尼调整系数,其值均为 1.0。

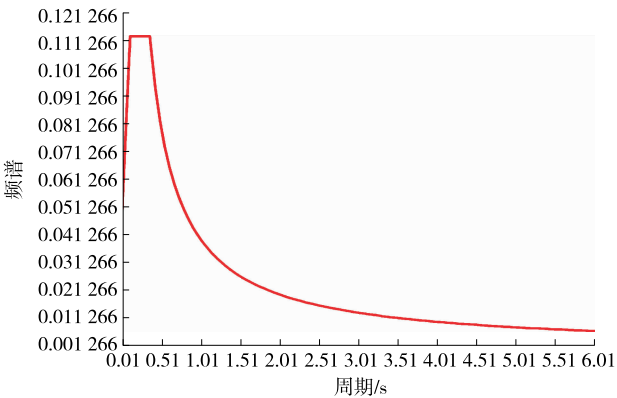


图 2 水平加速度反应谱

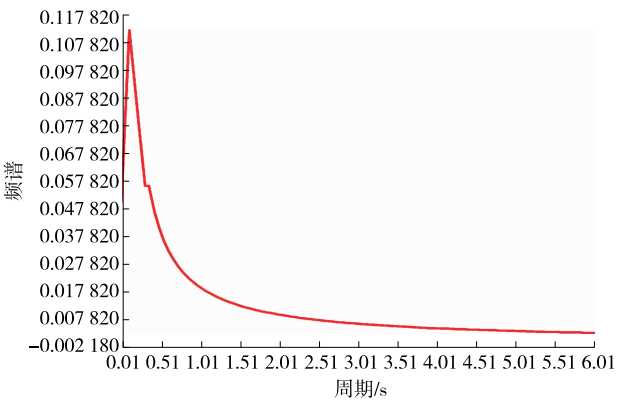


图 3 竖向加速度反应谱

### 3.2 反应谱分析

选择最不利荷载工况  $1.0E_Y + 0.3E_X + 0.3E_Z$  对两桥进行变形和内力分析,其中  $E_X$ 、 $E_Y$ 、 $E_Z$  分别代表纵桥向、横桥向和竖桥向地震荷载。地震作用的振型组合采用 CQC 法,方向组合采用 SRSS 法。

#### 3.2.1 结构变形

选取左边跨跨中、中跨支点、中跨跨中、左墩左肢墩顶、左墩右肢墩顶 5 个关键截面进行结构变形分析。反应谱作用下,由于关键截面几乎没有转动位移,故只给出 X、Y、Z 方向的位移值。地震反应

谱作用下钢腹板 PC 连续梁桥的变形见图 4,两桥关键截面位移对比见表 2。



图 4 地震反应谱作用下钢腹板 PC 连续梁桥的变形(单位:mm)

表 2 反应谱作用下两桥关键截面位移对比

mm

关键截面	$D_X$			$D_Y$			$D_Z$		
	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥	差值	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥	差值	钢腹板 PC 桥	砼腹板 PC 桥	差值
边跨跨中	5.340	5.613	-0.273	4.129	4.120	0.009	0.946	0.963	-0.017
中跨支点	5.373	5.652	-0.279	9.161	9.482	-0.321	0.086	0.089	-0.003
中跨跨中	5.845	5.604	0.241	26.815	26.726	0.089	1.490	1.431	0.059
左肢墩顶	5.199	5.480	-0.281	5.540	5.741	-0.201	0.086	0.089	-0.003
右肢墩顶	5.200	5.480	-0.280	4.278	4.459	-0.181	0.088	0.093	-0.005

由表 2 可知:地震反应谱作用下,两桥的竖向位移最小,最大竖向位移发生在中跨跨中;纵向位移基本一致,都接近 5.5 mm;横向位移较大,在中跨跨中达到最大值。两桥位移数值相近,波形钢腹板 PC 连续梁桥在大部分截面处的位移稍小于砼腹板 PC 连续梁桥,但在中跨跨中其各向位移都稍大于砼腹板 PC 连续梁桥,最大差值出现在中跨跨中纵向,波形钢腹板 PC 连续梁桥的位移比砼腹板 PC 连续梁桥大 0.241 mm。由于钢腹板 PC 连续梁桥上部结构自重较轻,对下部结构桥墩的影响较小,在不改变下部结构构造的条件下,波形钢腹板 PC 连续梁桥墩顶位移相对较小。而中跨较长,跨中处离支点较远,波形钢腹板 PC 连续梁桥中跨整体刚度小于砼腹板 PC 连续梁桥,且中跨跨中处差异最大,导致波形钢腹板 PC 连续梁桥中跨跨中处各向位移均大于砼腹板 PC 连续梁桥。

#### 3.2.2 结构内力

取左边跨跨中、中跨支点、中跨跨中、左墩左肢墩底、左墩右肢墩底 5 个关键截面进行结构内力分析比较,结果见图 5~8。

由图 5~8 可知:1) 地震反应谱作用下,两桥上部结构所受轴力沿纵桥向大致相同,下部结构所受轴力较大,波形钢腹板 PC 连续梁桥所受轴力整体稍小于砼腹板 PC 连续梁桥,最大差值出现在左肢

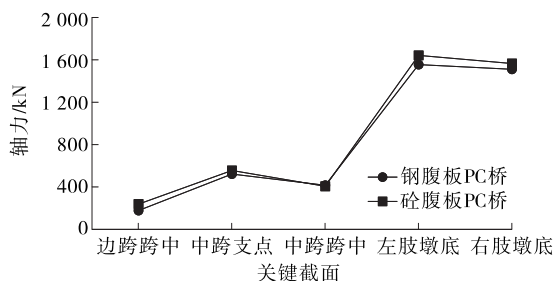


图 5 关键截面轴力变化曲线

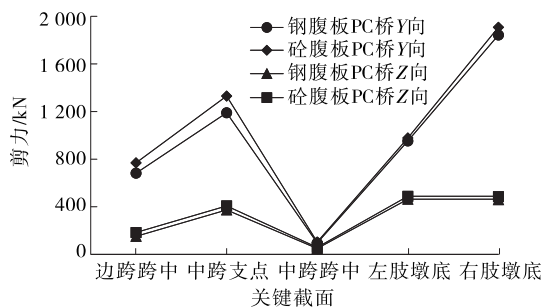


图 6 关键截面剪力变化曲线

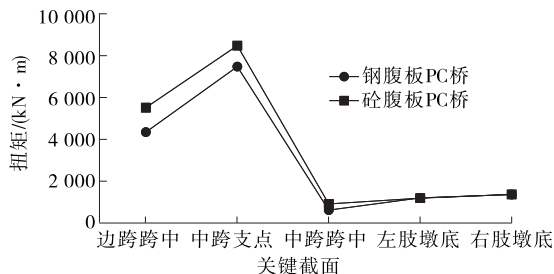


图 7 关键截面扭矩变化曲线

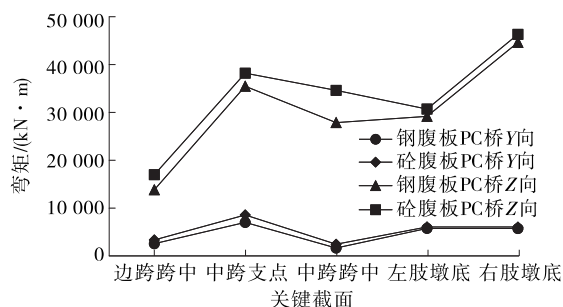


图8 关键截面弯矩变化曲线

墩底,砼腹板PC连续梁桥所受轴力比波形钢腹板PC连续梁桥大87 kN。2) 地震反应谱作用下,由于作用效应中横向地震占主要部分,全桥所受横向剪力大于竖向剪力;由于中跨跨度较大,且中跨位移大于边跨位移,右肢墩底剪力大于左肢墩底;波形钢腹板PC连续梁桥所受剪力整体稍小于砼腹板PC连续梁桥,最大差值出现在中跨支点处,砼腹板PC连续梁桥所受横向剪力比波形钢腹板PC连续梁桥大140 kN。3) 地震反应谱作用下,由于桥梁上下部结构位移不对称,中跨支点处承受的扭矩最大;墩底固结约束,且墩底位移较小,所受扭矩较小;波形钢腹板PC连续梁桥所受扭矩整体小于砼腹板PC连续梁桥,最大差值出现在边跨跨中,砼腹板PC连续梁桥所受扭矩比钢腹板PC连续梁桥大1 170 kN·m。4) 地震反应谱作用下,由于作用效应中横向地震占主要部分,全桥所受横向弯矩(绕Z轴弯矩)大于竖向弯矩(绕Y轴弯矩);弯矩整体变化趋势与剪力相同,右肢墩底所受横向弯矩大于左肢墩底;波形钢腹板PC连续梁桥所受弯矩整体稍小于砼腹板PC连续梁桥,最大差值出现中跨跨中,砼腹板PC连续梁桥所受横向弯矩比波形钢腹板PC连续梁桥大797 kN·m。

## 4 结论

相比同跨径传统砼腹板PC连续梁桥,波形钢腹板PC连续梁桥上部结构自重减轻10%,但两者自振振型相同,周期和频率相近,在地震E1反应谱作用下,波形钢腹板PC连续梁桥的承载力及位移满足抗震要求,且地震作用下结构响应相较于传统砼腹板PC连续梁桥在大部分截面上存在些许优势,表现在部分位移相对较小、所受内力相对较小。但在部分截面如中跨跨中,两桥的各项响应均存在差异,大跨度波形钢腹板PC连续梁桥需重点关注中跨的结构设计。波形钢腹板PC连续梁桥上部结构较轻,下部结构所受内力较小,下部结构所受内力也与砼腹板PC连续梁桥不同,可根据实际情况适当地改变波形钢腹板PC连续梁桥的下部结构设计,以节约工程造价。

## 参考文献:

- [1] 陈水生,刘律,桂水荣.波形钢腹板PC组合箱梁桥在我国的研究进展及应用[J].公路工程,2015,40(3).
- [2] 李东毅.波纹钢腹板变截面组合连续箱梁桥动力性能研究[D].西安:长安大学,2010.
- [3] 张长青,安永日,安里鹏.波形钢腹板连续刚构桥的地震响应分析[J].桥梁建设,2011(3).
- [4] 张元文,张建东.基于Midas的波形钢腹板曲线梁桥地震反应分析方法[J].科技致富向导,2015(9).
- [5] 李俊,周俊威,史鹏飞,等.波形钢腹板PC组合箱梁地震反应谱分析[J].公路交通科技:应用技术版,2014(7).

收稿日期:2018-07-09

(上接第113页)

- [2] 徐强,万水.波形钢腹板PC组合箱梁桥设计与应用[M].北京:人民交通出版社,2009.
- [3] 万水,李淑琴,马磊.波形钢腹板预应力混凝土组合箱梁结构在中国桥梁工程中的应用[J].建筑科学与工程学报,2009,26(2).
- [4] 缪长青,史长华.大跨悬索桥扁平钢箱梁温度梯度与温度影响研究[J].中国科学:技术科学,2013,43(10).
- [5] 刘兴法.混凝土结构的温度应力分析[M].北京:人民交通出版社,1991.
- [6] Elbadry M, Ghali A. Thermal stresses and cracking of concrete bridges[J]. Journal of the American Concrete Institute, 1986, 83(6).

- [7] 丁幼亮,王高新,周广东,等.基于现场监测数据的润扬大桥斜拉桥钢箱梁温度场全寿命模拟方法[J].土木工程学报,2013,46(5).
- [8] 丁幼亮,王高新,周广东,等.基于长期监测数据的润扬大桥扁平钢箱梁温度分布特性[J].中国公路学报,2013,26(2).
- [9] 陈彦将,王力波,李勇.钢-混凝土组合梁桥温度场及温度效应研究[J].公路交通科技,2014,31(11).
- [10] US Department of Transportation. AASHTO, Load and resistance factor design, bridge design specifications[S].

收稿日期:2018-06-23